

Estudio de vibraciones en la estación de Segovia

Vibration analysis of Segovia station

Alberto Fraile de Lerma⁽¹⁾, Lutz Hermanns⁽²⁾ y Enrique Alarcón⁽³⁾

Recibido | Received: 30-12-2009
Aceptado | Accepted: 15-03-2010

Resumen

La estructura de la estación de Segovia cubre las vías del tren, tanto para las líneas generales sin parada en la estación situadas en los laterales como las de parada en el interior. La proximidad de la cimentación a los ejes ferroviarios y la presencia de celosías acristaladas de gran luz en cubierta, hace temer que puedan existir problemas de vibraciones. El artículo aborda la predicción del nivel de vibraciones mediante el método de las subestructuras que divide el problema en diferentes etapas en las que se aplican métodos de cálculo particularizados en función de las condiciones de cada uno. Experimentalmente se determinan las características del terreno que se incorporan a los modelos. Finalmente se propone una solución de aislamiento particularizada para cada eje exterior e interior.

Palabras clave: predicción de vibraciones, método de subestructuras, SASW, propagación de ondas, función de transferencia, aislamiento de vibraciones.

Abstract*

The Segovia railway station main building is developed over the tracks. The side ones are used by the non-stop trains while the intermediate ones are used by trains that have Segovia as one of their stops. The vicinity of the building resistant structure to the tracks makes realistic the probability of traffic-induced vibration problems that should be avoided. The method of substructures is used to predict the vibration levels by using numerical models that include experimentally obtained soil properties using the SASW technique in-situ. Consistently with the levels obtained, different dynamic isolation procedures are proposed for the two track-types mentioned above.

Keywords: vibration prediction, substructure method, SASW, wave propagation, transfer function, vibration isolation.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 102 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Ingeniero Industrial. CEMIM - Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (Madrid, España).

(2) Dr. Ingeniero Civil. CEMIM - Centro de Modelado en Ingeniería Mecánica (Madrid, España).

(3) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).

1. INTRODUCCIÓN

En las etapas de proyecto y construcción de la estación de Segovia surgió la duda acerca del efecto que las vibraciones generadas por el tráfico ferroviario pudieran causar en el propio edificio de la estación, lo que motivó el encargo por parte del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias de un estudio vibratorio de la estación. A diferencia de los puentes ferroviarios donde la vibración se transmite directamente sobre la estructura [1], la propagación de las ondas se realiza por el terreno hasta la cimentación y de ahí por el edificio, existiendo una interacción entre la vía, el terreno y la estructura de la estación.

La problemática se plantea a consecuencia de la configuración de la estación, ubicada en una zona de desmonte (Figura 1), donde el edificio cubre las vías que pasan a muy poca distancia de la cimentación y soporte del edificio favoreciendo la transmisión de vibraciones por la estructura.



Figura 1. Situación actual de la estación Segovia Guiomar

Existen dos vías generales en los laterales, para aquellos trenes que no efectuarán parada en la estación con sistema de vía sobre balasto y cuatro interiores separadas por los andenes, a los que se accede desde el nivel superior en el edificio de la estación, con sistema de vía carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y en la zona de andenes en su aproximación a la estación con vía en placa con carril embebido.

Para efectuar el estudio se tuvo en cuenta la diferencia entre la generación de vibraciones de las circulaciones en las vías centrales donde en situación normal deberían parar en la estación y las laterales donde pasarían sin efectuar parada a elevada velocidad.

Desde el punto de vista de afecciones se tienen en cuenta los niveles de vibración respecto a la estructura de la estación y al confort del público y trabajadores en ella. En cuanto la vibración estructural preocupaban principalmente las cerchas ubicadas en la parte superior del edificio que incorporan grandes superficies de cristal.

Como indicadores de cálculo se emplean los recogidos en la norma ISO 2631 [2],[3] basados en la evaluación de los espectros calculados en tercios de octava que expresan el contenido de energía de la señal en bandas de frecuencia. Los valores límite establecidos corresponden a la curva ISO K=4 que conduce a niveles que se consideraran aceptables para un entorno de oficina.

2. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS VIBRACIONES GENERADAS POR CIRCULACIONES FERROVIARIAS

Dentro de las distintas posibilidades para la predicción de vibraciones [4], [5], [6], [7] se ha empleado como procedimiento de cálculo la técnica de subestructuras [8], [9], [10], [11] en la que el problema se subdivide en la generación y transmisión por el terreno y edificio a los puntos de evaluación.

Para la generación se representa el paso de diferentes unidades ferroviarias a las velocidades de cálculo, la interacción con la superestructura de vía y de ésta con el terreno, obteniéndose la respuesta como historias de carga en el carril o en la plataforma ferroviaria.

Como representación de la transmisión se emplean modelos parciales de elementos finitos entre el carril o plataforma ferroviaria y la cimentación y por la estructura hasta el centro de los forjados o apoyos de las celosías de cubierta, determinando las funciones de transferencia dinámica fuerza-desplazamiento o fuerza-aceleración entre los puntos caracterizados en la generación y los receptores. En esta etapa se emplea la información de caracterización del terreno obtenida mediante ensayos SASW practicados in-situ.

El acoplamiento de los resultados de las distintas subestructuras permite obtener historias temporales de aceleración en los puntos críticos de la estructura y evaluar los indicadores que se comparan con los límites establecidos.

3. CARACTERIZACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE SUELO

La caracterización de las propiedades del suelo se realizó ejecutando una campaña de mediciones in-situ mediante la técnica SASW "Spectral Analysis of Surface Waves" [12]. Dicho ensayo consiste en excitar con una masa, p.e. un martillo, las ondas superficiales en el emplazamiento y medir a varias distancias del punto de excitación las historias temporales de aceleración o velocidad. Los registros así obtenidos están desfasados entre ellos debido a la velocidad finita de propagación del medio transmisor. En la Figura 2 se muestran los equipos instalados en la obra de la estación de Segovia y un operario generando la excitación con un martillo instrumentado.



Figura 2. Disposición del equipo de medición en el ensayo SASW

El estudio se realiza de manera repetida para trabajar con los datos de manera estadística y minimizar los efectos de un mal golpe o la aparición de ruido en las medidas de los receptores. Para verificar que los datos tienen una repetitividad adecuada se calcula para cada golpe la curva de dispersión definida como la velocidad de ondas en el dominio de la frecuencia. En la parte superior de la Figura 3 se muestran tres curvas de disper-

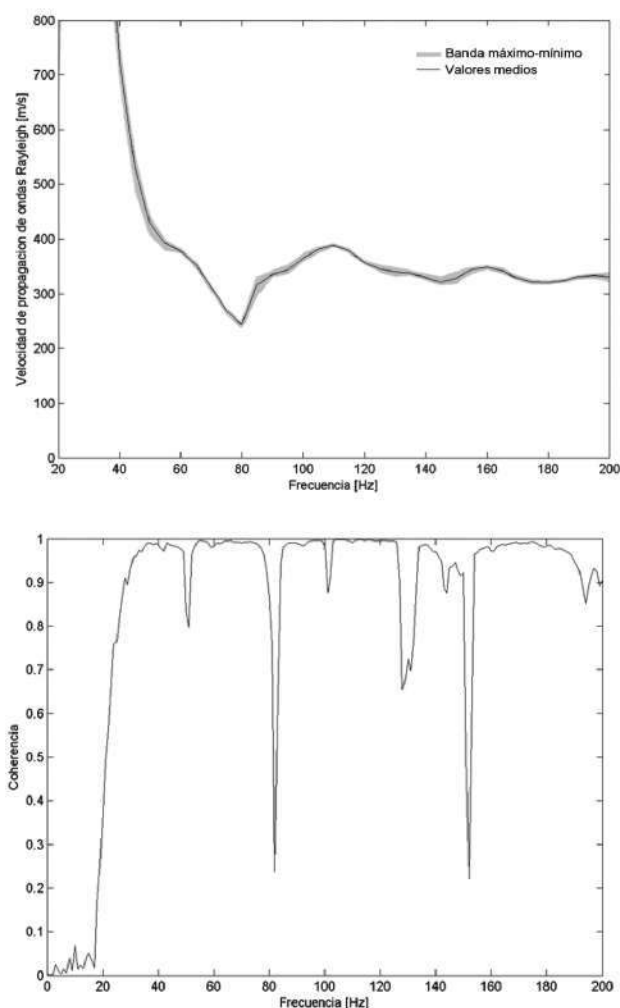


Figura 3. Curvas de dispersión de todos los golpes y función de coherencia

sión correspondientes a los valores mínimos medios y máximos de cada frecuencia para el conjunto de golpes, donde se aprecia que la repetitividad es muy buena siendo las diferencias entre las tres curvas muy pequeñas en el rango de frecuencias de interés.

Por otro lado, la calidad de los resultados obtenidos se estima calculando la función de coherencia (Figura 3, abajo) a partir de los registros utilizados para el cálculo de las curvas de dispersión. Un valor cercano a la unidad significa que la fiabilidad del resultado correspondiente a esta frecuencia es muy alta mientras que valores más bajos significan que los registros reflejan no solamente la propagación de ondas provocada por el golpe sino también de otros focos de vibración.

El análisis de la curva permite apreciar que hasta 30 Hz los valores son bastante bajos y en consecuencia los resultados de la curva de dispersión hasta esta frecuencia deben ser interpretados con la debida cautela. Para conseguir coherencias aceptables en bajas frecuencias es preciso recurrir a excitaciones con masas elevadas lo que implica el uso de equipos con mayor tamaño más complicados de manipular en el entorno de obra.

Igualmente existen frecuencias aisladas como p.e. a 80 Hz donde la fiabilidad de los datos baja drásticamente. Este es un indicio de que existen fuentes de vibración trabajando a esta frecuencia que generan un nivel muy importante comparado con el correspondiente al golpe. Para el posterior proceso de ajuste de un perfil de suelo se han utilizado solo aquellas frecuencias en que la coherencia está por encima de 0,95.

Finalmente se procede al ajuste de un perfil de suelo que permite caracterizar el emplazamiento. Para ello se recurre a un proceso iterativo en el que se parte de una

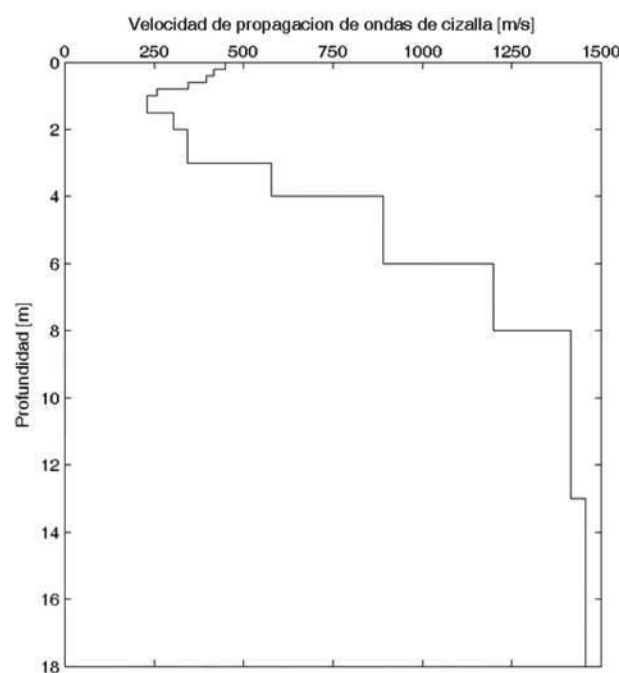


Figura 4. Variación de la velocidad de propagación de ondas de cizalla con la profundidad

estratificación del terreno con sus correspondientes velocidades de propagación de ondas Rayleigh. Dicha estratificación permite calcular la curva de dispersión teórica y compararla con los datos experimentales. En el siguiente paso se determinan los cambios óptimos de las velocidades de propagación de cada capa con un ajuste de mínimos cuadrados. Al ser un problema no lineal son necesarias muchas iteraciones para conseguir la solución final que representa el perfil de suelo que mejor se ajuste a la curva experimental de dispersión. En la Figura 4 se presenta el perfil de suelo calculado, teniendo en cuenta que la velocidad de propagación en combinación con una densidad media de 2000 kg/m^3 permite calcular el módulo de corte de cada capa: $G = C_s^2 \cdot \rho$.

Durante el proceso constructivo se emplearon explosivos con una cierta sobreperforación que han fracturado parcialmente la capa superior del terreno. Además se añadieron capas superficiales para posibilitar el tráfico de vehículos pesados por la obra. Según se puede apreciar el perfil de velocidades en función de la profundidad ajustado reproduce las diferentes capas de terreno comentadas.

4. VIBRACIONES GENERADAS POR EL TRÁFICO SOBRE LAS VÍAS EXTERIORES

4.1. Generación

El modelo utilizado para el estudio del paso de trenes por las vías generales es el propuesto por Krylov [13] y ha sido aplicado en muchas ocasiones para la predicción de vibraciones en el entorno de líneas férreas de alta velocidad. En el modelo se establece una relación entre la deformación del carril bajo la carga de un eje y las fuerzas de reacción transmitidas por el balasto a la capa superficial del suelo. De esta forma se puede describir el paso de un eje con las historias temporales de fuerzas en los puntos debajo de las traviesas. Es importante tener en cuenta en la simulación que debido a la velocidad de circulación del eje las historias temporales de las fuerzas están desfasadas en cada una de las traviesas [14].

El proceso debe repetirse para cada uno de los ejes que componen las circulaciones ferroviarias y las velocidades de cálculo, lo que componen los diferentes escenarios de cálculo.

4.1.1. Escenarios de cálculo

En general las cargas dinámicas inducidas por el paso de un tren aumentan con velocidades crecientes, existiendo la posibilidad de que un tren circulando a una velocidad inferior que la máxima conduzca al nivel máximo de vibración. En el estudio se emplearon 3 tipos de tren (ATPRD serie 120, Talgo AV serie 102 y Velaro E serie

Tabla 1. Rango de velocidades empleadas en el estudio para vías exteriores

Tipo de tren	ATPRD serie 120	Talgo AV serie 102	Velaro E serie 103
Velocidad mínima	150 km/h	150 km/h	150 km/h
Velocidad máxima	250 km/h	350 km/h	350 km/h

103) caracterizados por los pesos por eje de cada composición circulando a distintas velocidades (Tabla 1), entre 150 km/h y la velocidad máxima según tipo de tren.

En todos los casos existen limitaciones a las velocidades por motivos del trazado aunque en el momento en el que se realizó el estudio dichas limitaciones no estaban fijadas y se prefirió ser conservador extendiendo el estudio a las velocidades máximas indicadas, incluso superiores (v.g.: Talgo AV) a las máximas actuales de las composiciones.

4.2. Transmisión a la cimentación

Con respecto a un receptor fijo, p.e. la zapata de un pilar del edificio, las distintas traviesas donde se ha calculado el efecto del paso de las circulaciones tienen distancias diferentes y deben calcularse las funciones de transferencia del suelo para todas ellas. El cálculo de la transmisión para cada pareja traviesa-cimiento se realiza en el dominio de la frecuencia extendiendo el estudio hasta 250 Hz. Se ha llevado a cabo utilizando elementos finitos axisimétricos de 4 nudos tomando como amortiguamiento interno del suelo el 3% y la estratificación calculada anteriormente en la caracterización del suelo. Para evitar problemas con reflexiones de los contornos del modelo se han utilizado elementos absorbentes en los contornos. En la Figura 5 se muestra la función de transferencia para 40 Hz. Se aprecia como la magnitud del desplazamiento que tiene su máximo en el punto de aplicación de la carga de valor unidad (pico en la representación) rápidamente cae con distancias crecientes.

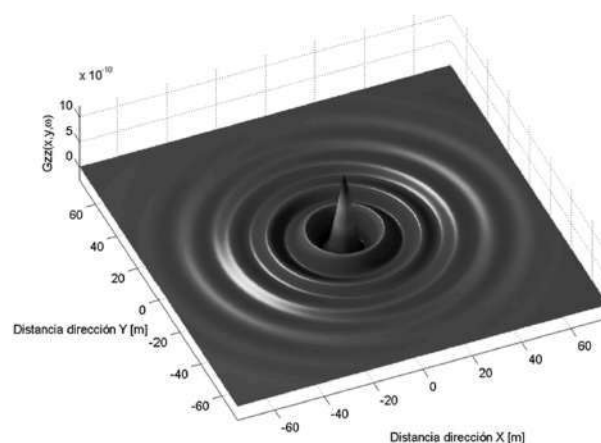


Figura 5. Función de transferencia $G_{zz}(x,y,\omega)$ para 40 Hz

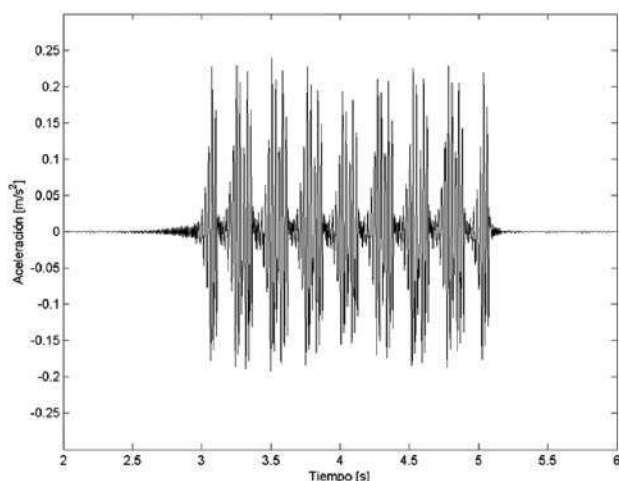


Figura 6. Historia temporal de aceleración durante el paso de un Velaro E a 350 km/h

Superponiendo las contribuciones de todos los ejes de un tren con sus respectivas cargas para un número adecuado de traviesas es posible obtener la historia temporal de aceleración o velocidad en el punto receptor. En el presente estudio se han considerado las contribuciones de 334 traviesas, estando la más alejada del receptor a 100 m de distancia. Cálculos realizados con el 50% más de traviesas no cambian los resultados de una manera significativa.

El cálculo llevado a cabo consiste en aplicar la transformada de Fourier de la historia temporal de fuerzas superficiales bajo una traviesa, combinándolo directamente con la función de transferencia del suelo traviesamiento particularizada para esa traviesa. El proceso se repite para el resto de traviesas obteniendo por superposición el nivel de vibración en el cimiento en el dominio de la frecuencia. Aplicando la inversa de la transformada de Fourier se obtiene la historia temporal de aceleraciones en la base de la zapata que se muestra en Figura 6. Se ha supuesto una zapata aislada en un pilar ubicado a 9,5 m del eje de la vía.

Debido a la reducida distancia entre la vía y el receptor el paso de los ejes es fácilmente identificable. Los valores máximos se encuentran en torno al 2% de la gravedad.

4.3. Transmisión a la estructura

Para el cálculo de las funciones de transmisión del cimiento al forjado se ha llevado a cabo un modelo de elementos finitos parcial de la estructura [15] teniendo en cuenta los pilares, sus apoyos elastoméricos, las vigas de apoyo y el forjado aligerado de primera planta. En la Figura 7 se muestra el detalle de la zona del forjado y vigas de apoyo empleadas en el estudio, en la vista frontal se aprecia en los extremos los apoyos elastoméricos que conectan con las ménsulas de los pilares.

El sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado amplifica en algunos rangos de frecuencia la aceleración que

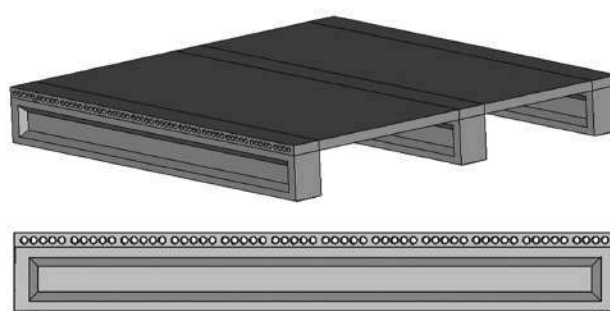


Figura 7. Detalles del modelo de elementos finitos

transmite el pilar al apoyo elastomérico mientras que en otros tiende a atenuarla. Estas características se ven reflejadas en la función de transmisión calculada que se presenta en la Figura 8. Se aprecia una zona de amplificación por debajo de 10 Hz que corresponde a los movimientos de sólido rígido del forjado sobre los apoyos elastoméricos y otra entre 25 Hz y 40 Hz que corresponde a las frecuencias propias del forjado. Por encima de 120 Hz la atenuación alcanza casi 30 decibelios manifestándose de esta manera la función aislante de los apoyos elastoméricos para este rango de frecuencias.

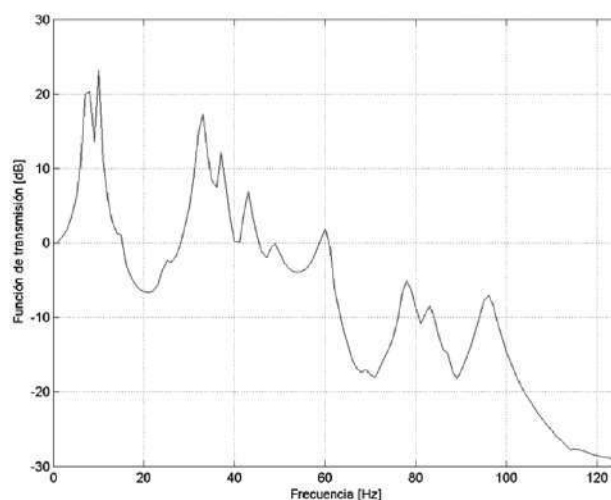


Figura 8. Envoltura de las funciones de transmisión del sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado

El resultado en la zapata de un pilar, combinado con la función de transferencia para el sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado permite obtener para cada tren una historia temporal de aceleraciones y finalmente el espectro de aceleraciones en cada punto del forjado que debe ser comparado con los valores límite de la norma ISO 2631.

Puesto que de antemano no se sabe donde se va a producir el máximo nivel de vibración, se ha calculado la función de transferencia en 15 puntos distribuidos equidistantes sobre el forjado, repitiendo el cálculo de las historias temporales y espectros en cada uno de ellos. El resultado que se presenta en la Figura 9 es un espectro de aceleraciones en tercios de octava envoltura donde los valores máximos de cada banda no necesariamente

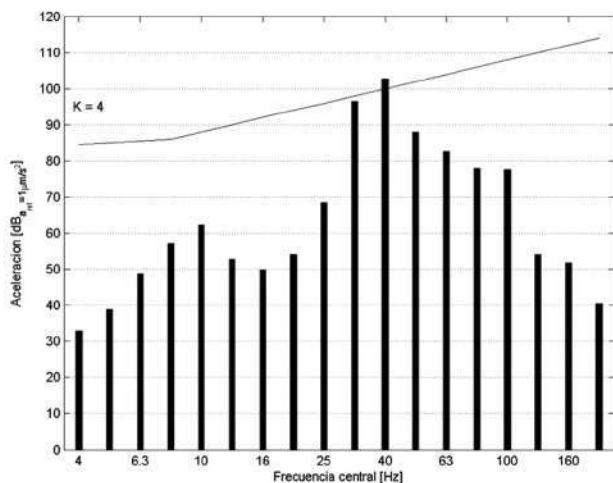


Figura 9. Espectro envolvente a nivel del forjado

son provocados ni por el mismo tren ni en el mismo punto del forjado.

Los efectos indicados para la función de transferencia del sistema pilar-apoyo elastomérico-forjado tienen un claro efecto en los resultados finales sobre el forjado, con los mayores valores en las bandas de 31,5 y 40 Hz y reducciones por encima de éstas. Así, en la banda de 40 Hz, que comprende las frecuencias entre 35,5 Hz y 44,7 Hz, se supera en 2,8 dB el valor límite $K=4$ de la norma ISO 2631, y en la banda de 31,5 Hz se produce también una amplificación importante aunque el nivel final se encuentra por debajo del límite de la norma con un margen muy escaso de 1,3 dB.

4.4. Aislamiento

La predicción realizada además de indicar la superación permite establecer los criterios de diseño para el aislamiento ya que al comparar los espectros se observan las bandas afectadas donde se debe reducir el nivel y las menos afectadas donde se debe ubicar la frecuencia propia del sistema de vía aislado, de manera que el nivel en esa banda quede por debajo del límite establecido [16].

En el estudio los resultados obtenidos aconsejan introducir un sistema aislante para frecuencias superiores de 30 Hz lo que implica que el sistema de vía debe encontrarse en torno a 20 Hz. De esta manera es previsible que se reduzcan los niveles en las bandas de frecuencias más conflictivas, 31,5 y 40 Hz. Además, se aumentaría el margen frente a los niveles admisibles para vibraciones en rangos de frecuencias más altas.

De entre los sistemas de aislamiento se consideró óptima la utilización de mantas bajo balasto con las que alcanzar dichas frecuencias es perfectamente posible con las soluciones comerciales existentes en la actualidad. Esta es la solución finalmente planteada y ejecutada para una manta de la casa comercial Getzner. La curva de pérdida por inserción considerando una capa de balasto de 35 cm de espesor, traviesas de tipo B70 y carriles de tipo UIC 60, se muestra en la Figura 10.

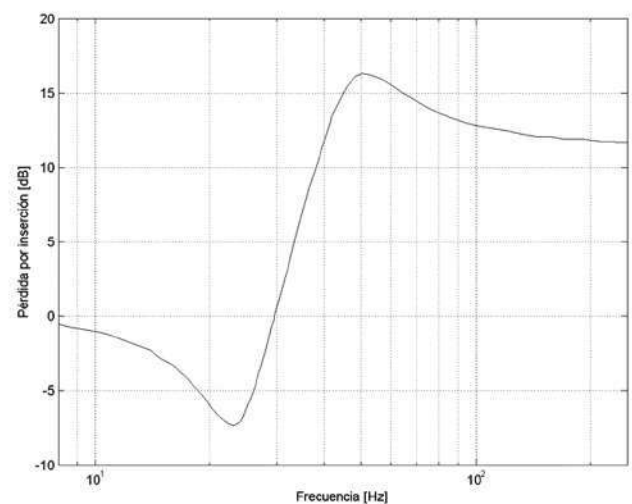


Figura 10. Pérdida por inserción de la manta seleccionada

La representación permite observar que la manta consigue disminuir los niveles de vibración a partir de 30 Hz como se había solicitado y que alrededor de 40 Hz ya alcanza una pérdida por inserción superior a 10 dB y mantenida para frecuencias superiores.

Introduciendo en la cadena de cálculo la pérdida por inserción de la manta se obtienen los espectros de aceleración en el forjado. Considerando todos ellos se puede calcular el espectro envolvente para compararlo con los valores de la norma ISO. En la Figura 11 se muestra dicho espectro envolvente, donde se aprecia que tanto el nivel en la banda de 31,5 Hz como el correspondiente a la banda de 40 Hz ha disminuido de manera considerable. Después de la inserción de la manta el mínimo margen se encuentra en la banda de 31,5 Hz con 6,4 dB.

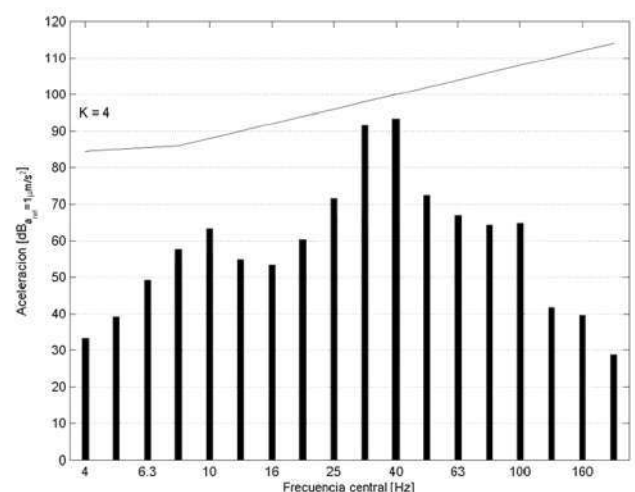


Figura 11. Espectro envolvente de la aceleración en el forjado con manta bajo balasto

5. VIBRACIONES GENERADAS POR EL TRÁFICO SOBRE LAS VÍAS INTERIORES

Para la estimación de los niveles de vibración se tiene en cuenta el mismo procedimiento de subestructuras empleado en el análisis de las vías exteriores, teniendo en cuenta las particularidades propias de este caso. La

principal es que la velocidad de circulación en los escenarios de cálculo es mucho más baja lo que permite abordar el estudio mediante cargas móviles de manera cuasiestática, donde se considera que los efectos dinámicos son despreciables frente a la componente estática de la respuesta. Esta forma de actuar permite la modelización del problema de una manera más sencilla, ya que en la hipótesis estática no existen reflexiones de las ondas en los contornos lo que permite reducir el tamaño de las mallas de cálculo, incluso evitar la modelización de contornos absorbentes.

Por otro lado se debe tener en cuenta que es preciso realizar una modelización de la irregularidad del contacto rueda-carril que tiene una influencia decisiva en el resultado del nivel de las vibraciones.

5.1. Generación

A diferencia del caso anterior con sistema de vía sobre balasto, para las vías interiores se emplea carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y sujeción de la empresa Hilti. Como conexión entre subestructuras se emplea en el primer caso la fuerza transmitida por cada traviesa sobre la plataforma y en esta ocasión la fuerza de contacto en el carril. En consecuencia, el objetivo de esta primera etapa es determinar la fuerza de contacto que provoca el paso de los distintos ejes de los trenes sobre el carril y que se evalúan por superposición de las cargas estáticas de cada eje con el efecto de la irregularidad del contacto rueda-carril.

Existen diversos modelos para tener en cuenta la citada irregularidad [17] y se ha optado por tomar la densidad espectral de irregularidades que se propone por los ferrocarriles franceses SNCF, basado en un tamaño de irregularidad variable con su longitud de onda según se muestra en la Figura 12, en comparación con las densidades espectrales de otros autores.

La expresión de la densidad espectral es:

$$G_n(n) = \frac{A}{(1 + n/n_0)^3}$$

donde n es el número de ciclos por metro de longitud o lo que es lo mismo la inversa de la longitud de onda; n_0

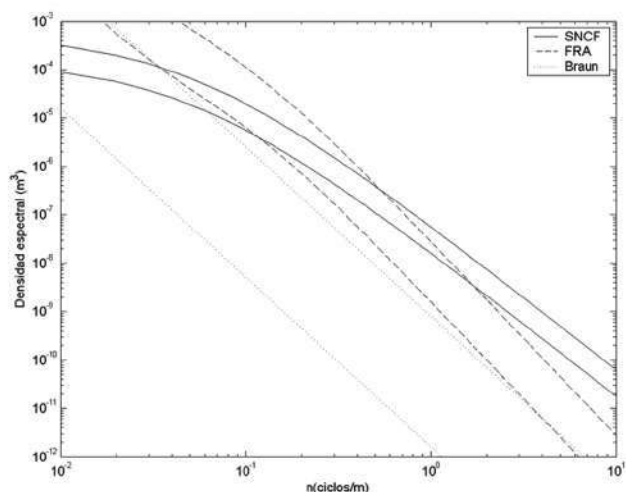


Figura 12. Densidad espectral de la irregularidad

es 0,0489 ciclos/m; y A es un parámetro característico del estado de conservación de la vía. $A = 308 \times 0,509 \text{ mm}^2/\text{ciclo}/\text{m}$ para una vía con buen estado de conservación y es el valor del parámetro empleado en el estudio.

Con el valor de la densidad espectral de la irregularidad se ha obtenido un perfil de irregularidad del carril y se ha implementado un modelo de elementos finitos en el que se ha hecho circular la masa no suspendida del vehículo por encima del carril evaluando la fuerza de contacto debido a la irregularidad. El esquema del modelo numérico empleado se muestra en la Figura 13, donde se ha representado la masa no suspendida (m_r) y la pareja rigidez-amortiguamiento del contacto (k_h y c_h), todos ellos móviles sobre el carril en función de la velocidad. El carril representado con elementos viga y sus características comunes módulo de Young, Área, Inercia y densidad (E_c , A_c , I_c , ρ_c); la sujeción de Hilti (no definida en el momento del estudio, se considera variable para las soluciones comerciales de la firma) que se encuentra representada por su masa, rigidez y amortiguamiento (m_s , k_s y c_s) con apoyos equidistantes cada 0.6 m.

Como se puede apreciar para este modelo se ha supuesto la losa suficientemente rígida empotrando el extremo inferior de la sujeción a la misma. Las propiedades empleadas en los modelos se indican en la Tabla 2.

El resultado del estudio es un perfil de fuerzas de contacto sobre la vía debido a la irregularidad, para los di-

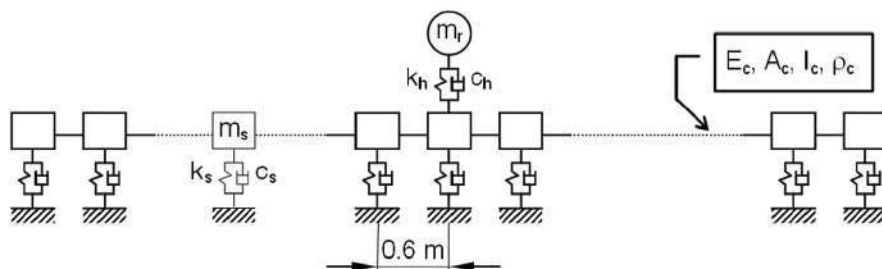


Figura 13. Modelo numérico para obtener la fuerza del contacto debido a la irregularidad

Tabla 2. Propiedades empleadas en el modelo numérico para obtener la fuerza del contacto debido a la irregularidad

Masa no suspendida		400 kg
Contacto	k_h	$1,875 \cdot 10^9 \text{ N/m}$
	c_h	$0,346 \cdot 10^9 \text{ N}\cdot\text{s/m}$
Carril		UIC-60
Sistema Hilti	k_s	Variable: $10\text{-}30 \cdot 10^6 \text{ N/m}$
	c_s	$0,050 \cdot 10^9 \text{ N}\cdot\text{s/m}$
	distancia entre apoyos	0,6 m
Datos cálculo		$0,01 < n < 125/v$ v: velocidad tren

ferentes escenarios de cálculo. En el estudio se emplearon 3 tipos de tren (ATPRD serie 120, Talgo AV serie 102 y Velaro E serie 103) caracterizados por los pesos por eje de cada composición circulando a distintas velocidades, entre 2 y 6 m/s (7 y 22 km/h). En la Figura 14 se muestra el resultado para una velocidad de 2 m/s y rigidez de vía de 20 kN/mm.

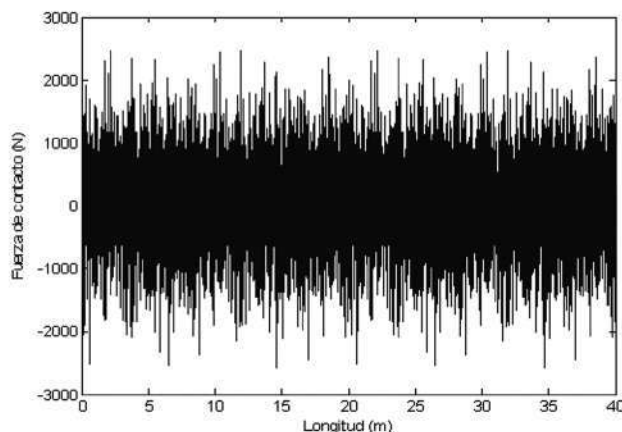


Figura 14. Fuerza de contacto sobre 40 m de vía con rigidez 20 kN/mm y velocidad 2 m/s

Estos niveles que dependen de la posición en la vía como se aprecia en las representaciones hay que superponerles el valor de la carga estática correspondiente a los tres trenes empleados en el estudio, que se calcula con el mismo modelo numérico, eliminando la masa no suspendida y los elementos del contacto y añadiendo como cargas el peso de cada uno de los ejes.

5.2. Transmisión a la cimentación

La primera etapa de la transmisión se evalúa entre la vía y la base de la cimentación. El cálculo se realiza de manera estática al tratarse de velocidades bajas de circulación, mediante un modelo de elementos finitos de 24.000 grados de libertad, con elementos sólidos para re-

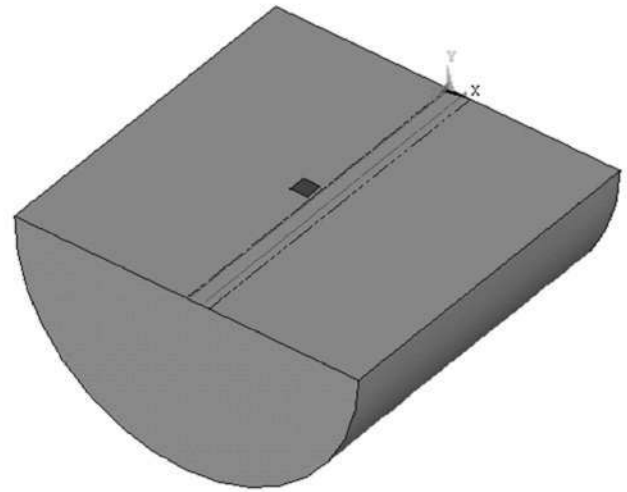


Figura 15. Modelo de elementos finitos para la transmisión vía-cimiento

presentar el terreno y la cimentación, láminas para la losa, vigas para los carriles y muelles para la rigidez del sistema Hilti, repitiéndose el estudio para las distintas rigideces de la vía. Se representa una longitud de 40 m de vía, y la distancia de la losa a la cimentación corresponde a la mínima distancia entre elementos observada en la documentación del edificio de la estación de Segovia.

El resultado para una rigidez de 20 kN/mm y una carga unitaria recorriendo el carril es el desplazamiento en la base de la cimentación que se muestra en la Figura 16.

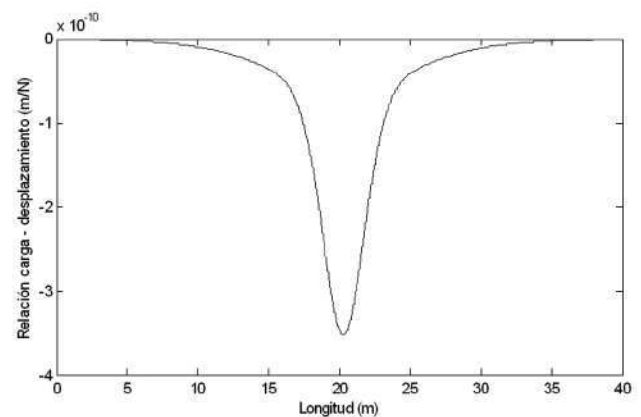


Figura 16. Relación carga-desplazamiento

Este resultado permite obtener la historia de desplazamientos en la base de la cimentación si, para cada velocidad, sistema de vía y tren, se superponen en cada instante de tiempo los desplazamientos provenientes de cada eje del tren. La superposición tiene en cuenta que dependiendo de la posición de cada eje la fuerza de contacto es la suma del peso del tren y la de la irregularidad de la vía en ese punto. Adicionalmente se obtiene el valor de la aceleración en el emplazamiento derivando dos veces la historia de desplazamientos. En la Figura 17 se presenta a modo de ejemplo el resultado para el tren Velaro E sobre una vía de rigidez 20 kN/mm a una velocidad de 6 m/s.

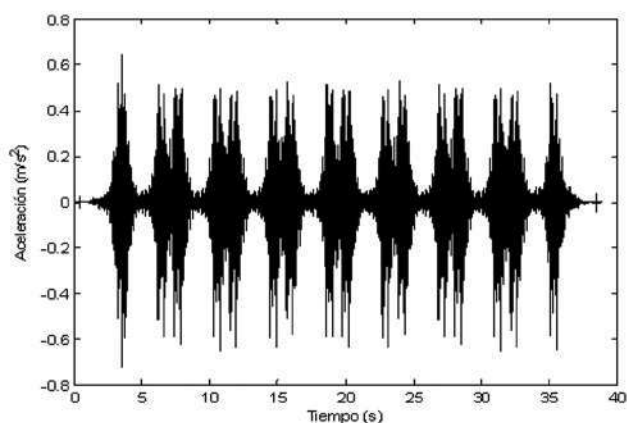


Figura 17. Historia de aceleraciones en la base de la cimentación. Escenario: $v = 6 \text{ m/s}$; $k = 20 \text{ kN/mm}$; Tren Velaro E

Los valores obtenidos son bastante elevados, como consecuencia de la proximidad de la cimentación a las vías del tren y de las hipótesis conservadoras empleadas en el cálculo.

5.3. Transmisión a la estructura y aislamiento

Para la representación de la estructura y la transmisión hasta los puntos de recepción se ha supuesto un modelo simplificado que tiene en cuenta el movimiento vertical transmitido desde la cimentación por un pilar apoyo de la celosía superior.

El apoyo de la celosía se produce sobre un elastómero aún no definido por lo que el objeto del estudio fue delimitar la rigidez vertical del mismo para que las vibraciones en la celosía se mantuvieran por debajo del nivel admisible fijado según la normativa ISO 2631 por un valor K igual a 4.

En cualquier caso, la rigidez del elastómero es muy inferior a la del pilar por lo que la modelización realizada

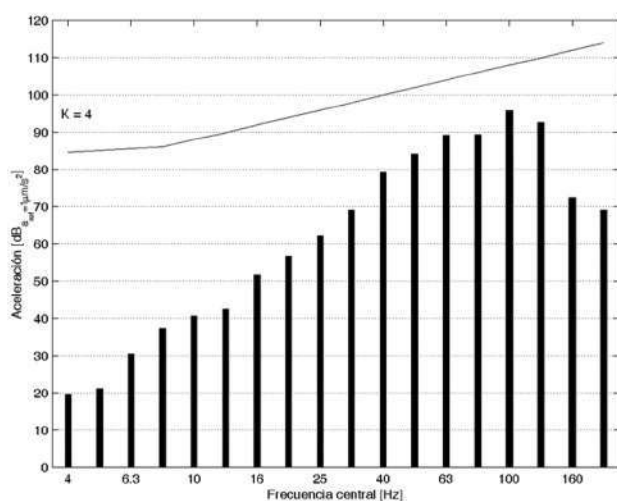


Figura 18. Espectro de aceleración en la base de la cimentación. Escenario: $v = 6 \text{ m/s}$; $k = 20 \text{ kN/mm}$; Tren Velaro E

supone una transmisión directa del hormigón. La masa de la celosía es la segunda variable del problema que es conocida y dependiendo de su posición en cubierta, toma diferentes valores: cada celosía se apoya en dos puntos en sus extremos sobre los pilares de la estructura del edificio y la mitad de la masa total de la celosía (para cada apoyo) es diferente en cada caso de 36.700 kg o de 27.500 kg.

Para poder elegir la rigidez de los apoyos se evalúa en primer lugar el espectro en tercios de octava de la aceleración en la cimentación con el fin de observar frente al límite admisible el margen de que se dispone y en qué bandas de frecuencias. En la Figura 18 se presenta el resultado para la historia de aceleraciones mostrada en la Figura 17, se observa claramente la mayor agresividad del tren en este escenario para frecuencias en torno a los 100 Hz.

Con el resto de variables de la transmisión por el edificio se seleccionan las frecuencias características de la transmisión y se ha considerado que la frecuencia propia del sistema dinámico de cubierta debe encontrarse en torno a 10 Hz, porque frecuencias superiores podrían estar en el rango de modos locales de las estructuras del edificio. De esta forma, además, el elastómero podría considerarse como un sistema aislante, lo que se muestra en los cálculos realizados.

En el caso de la celosía de mayor masa con un reparto por apoyo de 36.700 kg, la condición en frecuencia se cumple para una rigidez vertical dinámica del elastómero de $0,145 \cdot 10^9 \text{ N/m}$. La frecuencia aumentaría con valores mayores de rigidez y viceversa, por lo que el elastómero debería tener esta rigidez como cota superior.

El modelo empleado para el cálculo de los movimientos en la celosía se ha llevado a cabo para el valor nominal de $0,145 \cdot 10^9 \text{ N/m}$ pero es habitual que la rigidez del neopreno pueda tener una desviación de $\pm 10\%$ lo que se traduce linealmente en la rigidez vertical.

Teniendo en cuenta esta variación y que existen dos modelos diferentes de celosías se han calculado 6 funciones de transferencia, correspondientes a las dos celosías y tres configuraciones de rigidez: la nominal, 0,9 veces el valor nominal y 1,1 veces el valor nominal, todas ellas para un amortiguamiento del 2% del crítico.

Las seis funciones de transferencia se han aplicado al conjunto de escenarios (tren, velocidad y rigidez de la sujeción), obteniéndose resultados adecuados que cumplen con las hipótesis planteadas, comprobándose, en consecuencia, la idoneidad de la solución.

En la Figura 19 se presenta el resultado de aplicar la función de transferencia sobre el cálculo del escenario de la Figura 18, tren Velaro E, rigidez de vía 20 kN/mm y velocidad de tránsito 6 m/s. Realmente se presenta la envolvente de los espectros obtenidos para las 6 funciones de transferencia.

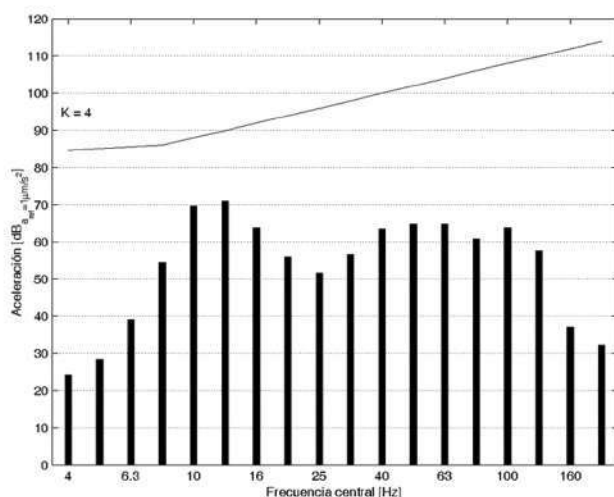


Figura 19. Espectro de aceleración en la celosía.
Escenario: $v = 6$ m/s; $k = 20$ kN/mm; Tren Velaro E

Se observa claramente la amplificación en las bandas próximas a los 10 Hz y la reducción muy importante a altas frecuencias, en conjunto alejando la curva de los niveles admisibles.

6. CONCLUSIONES

El método de las subestructuras permite realizar la predicción del nivel de vibración en los edificios del entorno de las líneas férreas. La ventaja fundamental del método consiste en la versatilidad que se obtiene al subdividir el problema en diferentes etapas que se pueden abordar con diferentes métodos de cálculo adaptados a las particularidades de cada problema concreto e incluso el poder incorporar resultados experimentales si se dispone de ellos en el emplazamiento.

La aplicación de la metodología al edificio de la estación de Segovia se ha realizado atendiendo a las singularidades de las vías exteriores e interiores, de alta velocidad y parada, respectivamente.

En las vías exteriores sobre balasto, vías sin parada, donde la velocidad de paso de los trenes corresponde a la alta velocidad, el estudio se ha centrado en la vibración en los forjados de la planta superior. Los cálculos han mostrado la superación de los niveles admisibles de la ISO 2631, (nivel K igual a 4 correspondiente a oficinas).

La corrección de los niveles puede llevarse a cabo mediante la colocación de mantas elastoméricas bajo balasto. Este sistema se considera el más adecuado al no incidir directamente sobre la superestructura de vía ya que para las velocidades de proyecto más elevadas (350 km/h) no existían en el momento del estudio sistemas de aislamiento homologados y la flexibilización en niveles superiores de la superestructura de vía también podría incidir en la estabilidad de la circulación a esas velocidades.

En las vías interiores sobre sistema carril-placa con anclaje sobre losa de hormigón y sujeción de la empresa Hilti, vías de parada, la velocidad de cálculo se ha establecido por debajo de 6 m/s (22 km/h) y el estudio se ha centrado en las celosías acristaladas de la cubierta. Debido a que en el momento del estudio no estaban determinadas las características de los apoyos de elastómero de las citadas celosías se han estimado las propiedades óptimas desde el punto de vista dinámico. El resultado obtenido permite fijar la rigidez de los apoyos en inferior a $0,145 \cdot 10^9$ N/m de manera que la frecuencia propia principal de la estructura se encuentre en torno a 10 Hz. Tampoco es conveniente introducir rigideces inferiores en un 30% del nivel anterior, debido a una flexibilización excesiva de sistema dinámico.

7. AGRADECIMIENTOS

El estudio ha sido realizado por encargo del Departamento de Proyectos del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias dentro del Proyecto de protección acústica en el tramo Segovia-Valdestillas del Nuevo Acceso Ferroviario al Norte-Noroeste de España. Madrid-Segovia-Valladolid / Medina Del Campo.

REFERENCIAS

- [1] ALARCÓN E., ALVAREZ R., DOBLARÉ M., MOLINA J. "Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril". *Hormigón y Acero*. 1985, nº 155, p. 173-186.
- [2] ISO 2631-1:1997. *Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. PART 1: General Requirements*.
- [3] ISO 2631-2:2003. *Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. PART 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)*.
- [4] GALVIN P., DOMÍNGUEZ J. "Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba-Málaga line". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Elsevier. 2009, vol. 29, nº 4, p. 641-657.
- [5] LOMBAERT G., DEGRANDE G. "Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains". *Journal of Sound and Vibration*. 2009, 23 January, vol. 319, nº 3-5, p. 1036-1066.
- [6] AUERSCH L. "The effect of critically moving loads on the vibrations of soft soils and isolated railway tracks". *Journal of Sound and Vibration*. 2008, vol. 310, nº 3, p. 587-607.
- [7] ANDERSEN L., JONES C.J.C. "Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels : a comparison of two- and three-dimensional

models". *Journal of Sound and Vibration*. 2006, vol. 293, n° 3-5, p. 611-625.

[8] G^a-BORREGUERO I., VEGA J., EGUIGUREN J.L., HERMANNNS L., PINAQUY S., FRAILE A. "Model fitting for ground borne vibration transmission". *Euronoise*. 2009. Edinburgh, Scotland, October 26-28.

[9] WOLF J.P. *Dynamic soil-structure interaction*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 1985.

[10] CLOUGH R.W. and PENZIEN J. *Dynamics of structures*. 2nd ed., New York: McGraw-Hill, 1993.

[11] IVANCHENKO I.I. "Substructure method in high-speed monorail dynamic problems". *Mechanics of Solids*. 2008, vol. 43, n° 6, p. 925-938.

[12] SEMBLAT J.F., PECKER A. *Waves and Vibrations in Soils: Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction Works*. Pavia, Italy: IUSS Press, 2009.

[13] KRYLOV V., FERGUSON C. "Calculation of low-frequency ground vibrations from railway trains". *Applied Acoustics*. 1994. vol. 42, n° 3, p. 199-213.

[14] FRYBA L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*. Prague: Academy of Sciences of the Czech Republic, 1972.

[15] BATHE K.-J. and WILSON E.L. *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. New Jersey: Prentice-Hall, 1976.

[16] ALARCÓN E., HERMANNNS L., FRAILE A. "Transmisión de vibraciones generadas por el tráfico ferroviario". CAR E., LÓPEZ ALMANSA, F. y OLLERS S. (eds.) *Estructuras Sometidas a Acciones Dinámicas (EAD2000)*. Barcelona: CIMNE, 2000.

[17] SHENGA X., JONES C.J.C., THOMPSON D.J. "A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities". *Journal of Sound and Vibration*. 2010, vol. 329, n° 7, p. 819-832.